



INTERAZIONE TRA PALI DI STABILIZZAZIONE E CORPO DI FRANA IN CONDIZIONI DRENATE

Carmen Avertò

Università Federico II di Napoli

Carmen.averto@unina.it

Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli

Università Federico II di Napoli

marianna.pirone@unina.it, gianfranco.urciuoli@unina.it

Sommario

I fenomeni di instabilità dei versanti sono calamità naturali frequenti. Per ridurre il pericolo ad essi associato è necessario realizzare opportuni interventi di stabilizzazione volti ad incrementare il margine di sicurezza del pendio o ad intercettare il corpo di frana. In questa nota sono discussi i risultati di analisi numeriche volte allo studio dei meccanismi di interazione tra una coltre di terreno in frana ed un palo verticale infisso nel substrato stabile appartenente ad una fila di pali. In particolare, è discussa la differenza tra la condizione di pendio secco e quella di pendio con falda al piano campagna (drenata). Le analisi sono state condotte mediante il codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) PLAXIS-2D (2023.1).

1. Introduzione

Alcune opere di stabilizzazione, come le paratie di pali, possono sbarrare con sufficiente continuità il corpo di frana in una o più sezioni se disposte ad un interasse (i) minore di 3 (Pirone, Urciuoli 2018). In tal caso esse lavorano in condizioni di deformazione piana (2D), ed esplicano un'azione di contenimento della massa instabile diffusa sull'intera sezione trasversale. Comunque, per evitare che esse costituiscano un tamponamento per la falda si ricorre abitualmente ad una paratia di pali distanziati con interasse (i) maggiore di 1 m. La maggior parte delle soluzioni analitiche disponibili in letteratura modella l'interazione di pali di stabilizzazione e coltre in frana assumendo il terreno e la struttura rigido-plastici (RPM). Mediante questo approccio sono identificati tre meccanismi di rottura (A, B, C) che dipendono dal rapporto tra il tratto infisso e la coltra instabile l_2/l_1 (Viggiani 1981; Pirone, Urciuoli 2018). In particolare, Muraro et al. (2015) dimostrarono che per un pendio indefinito con $\alpha < \delta$, dove α è l'inclinazione del pendio e δ è l'attrito all'interfaccia palo-terreno, la risultante orizzontale della forza applicata dal terreno in frana sull'opera non è influenzata dall'attrito opera-terreno, ed è pari alla spinta passiva di Rankine (1857). Pertanto, in un pendio indefinito inclinato di α , la spinta sul muro può essere calcolata come la risultante delle tensioni orizzontali:

$$\sigma_{xu} = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \text{ [kPa]} \quad (1)$$

Dove: γ è il peso dell'unità di volume del terreno che in condizioni drenate diventa pari a $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, z è la profondità verticale dal piano campagna e k rappresenta il coefficiente di spinta calcolato con la teoria di Rankine (1857) per pendio indefinito. Nel lavoro in esame, per modellare l'interazione tra una coltre di terreno in frana ed una fila continua di pali è stato utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti (FEM), PLAXIS 2D. Questo codice di calcolo offre la possibilità di simulare il comportamento del terreno, l'interazione terreno-struttura e le conseguenti sollecitazioni sui pali, garantendo che il valore della forza di interazione sia compatibile con le caratteristiche strutturali dell'opera e con quelle dei terreni a contatto. Sono state condotte analisi bidimensionali al variare della lunghezza d'infissione del

palo sia in condizioni di pendio secco che saturo con falda al piano campagna in condizioni drenate. Per analizzare la stabilità globale in presenza dell'intervento è stata utilizzata la "phi-ci reduction calculation", una tipologia di analisi che riproduce una condizione di collasso virtuale del terreno attorno al palo, riducendo successivamente i parametri di resistenza al taglio del terreno, $\tan\phi'$ e c' . I valori calcolati del taglio ultimo sono confrontati con le soluzioni analitiche rigido plastiche (RPM) disponibili in letteratura.

2. Modellazione in condizioni di pendio secco

La geometria modellata nel codice FEM riproduce un pendio indefinito costituito da una coltre in frana su substrato stabile. Tra i due strati è stato incluso uno strato di terreno in condizioni residue di 0.50 m, per simulare una superficie di scorrimento preesistente (Fig. 1).

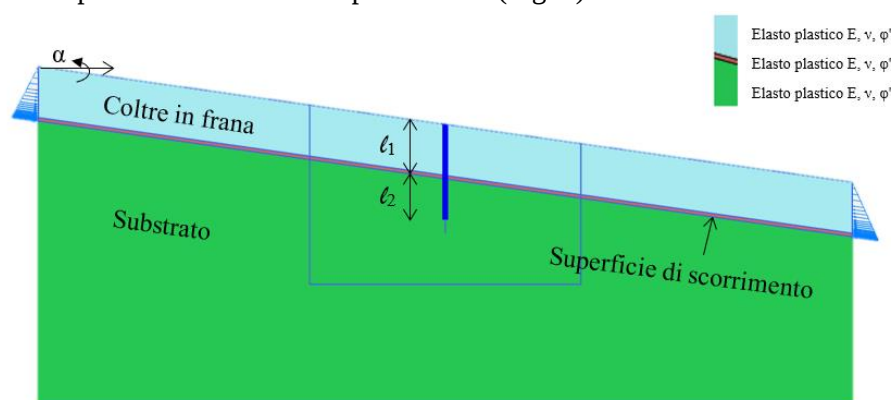


Figura 1: Geometria modellata nelle analisi numeriche 2D con l'indicazione del modello costitutivo adottato.

Il diametro del palo (d) è 1.00 m, l'inclinazione del versante (α) è pari a 8° . Lo spessore della coltre in frana è 8 m (ℓ_1) e la lunghezza di infissione del palo all'interno del substrato rigido (ℓ_2) varia tra 1 e 12 m. Per gli strati di terreno è stato utilizzato un modello costitutivo lineare elastico perfettamente plastico con il criterio di rottura di Mohr Coulomb. Il palo, invece, è stato modellato come perfettamente elastico, non considerando la formazione di cerniere plastiche. In altre parole, si ipotizza il collasso del sistema sia governato dalla rottura del terreno. Questa situazione è probabile quando si analizzano frane poco profonde (superfici di scivolamento situate a una profondità inferiore a 7-8 m) come nel caso in esame. Le proprietà fisiche e meccaniche assunte per il terreno e le proprietà del palo sono indicate in Tab. 1.

Materiale		γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	d [m]	ℓ_2 [m]
Coltre in frana		19	10	0.3	28	0.01	-	-
Superficie di scorrimento		19	1	0.3	8.5	0.01	-	-
Substrato		19	10	0.3	28	0.01	-	-
Palo		25	30000	0.2	-	-	1	1, 4, 6, 8,10,12

Tabella 1: Parametri utilizzati per le analisi di stabilità di pendio secco. E : modulo di elasticità; ν : coefficiente di Poisson; ϕ' : angolo d'attrito; c' : coesione drenata.

Le analisi numeriche sono organizzate in quattro fasi di calcolo: 1) generazione della condizione iniziale mediante la procedura 'Gravity loading'; 2) determinazione del fattore di sicurezza iniziale, FS_0 , mediante la procedura di 'Phi-ci reduction'; 3) attivazione della paratia con un'analisi 'plastica'; 4) determinazione del fattore di sicurezza a valle dell'intervento, FS_{plate} , mediante la procedura di 'phi-ci reduction' (PLAXIS 2D 2023). In tabella 2 sono riportati i coefficienti di sicurezza iniziali e quelli

successivi all'intervento con l'angolo di attrito di progetto (ϕ_d). Quest'ultimo è stato ottenuto a partire dal rapporto della tangente del valore caratteristico diviso per il fattore di sicurezza successivo l'intervento. È utile osservare che la condizione iniziale del pendio, ovvero prima della realizzazione della paratia, il fattore di sicurezza è pressoché unitario (FS_0) indicando una condizione di incipiente collasso e che, come atteso, a seguito della realizzazione dell'opera s'incrementa con l'aumentare della lunghezza d'infissione (FS_{plate}).

Secco			
$L_{tot,plate}$ [m]	FS_0	FS_{plate}	ϕ_d [°]
9	1.04	1.217	23.60
12	1.04	1.279	22.61
14	1.04	1.364	21,3
16	1.04	1.460	20.01
20	1.04	1.514	19.32

Tabella 2: Risultati FEM nel caso di pendio secco.

In fig. 2a sono riportati i profili degli spostamenti orizzontali del terreno (u) normalizzati rispetto allo spostamento di testa del palo ($u_{headpile}$). Nella 2b vengono rappresentate le tensioni orizzontali ottenute dal FEM sia a monte che a valle palo, per $L_{tot,plate}$ di 14m. Lungo quasi l'intera lunghezza del palo le tensioni orizzontali sono ben colte dalla spinte di Rankine (1857) per pendio indefinito. Da Fig. 2b, è evidente che per una l_2 pari a 6m, è riprodotto il meccanismo di rottura B. Quest'ultimo si verifica per pali intermedi ($L_{tot,plate}$ da 12 a 16 m) che ruotano in maniera significativa intorno ad un punto prossimo alla base. I profili della forza di taglio e del momento flettente ottenuti con il FEM (Fig.2c) sono in accordo con quello calcolato con l'RPM calcolato per meccanismo di rottura B.

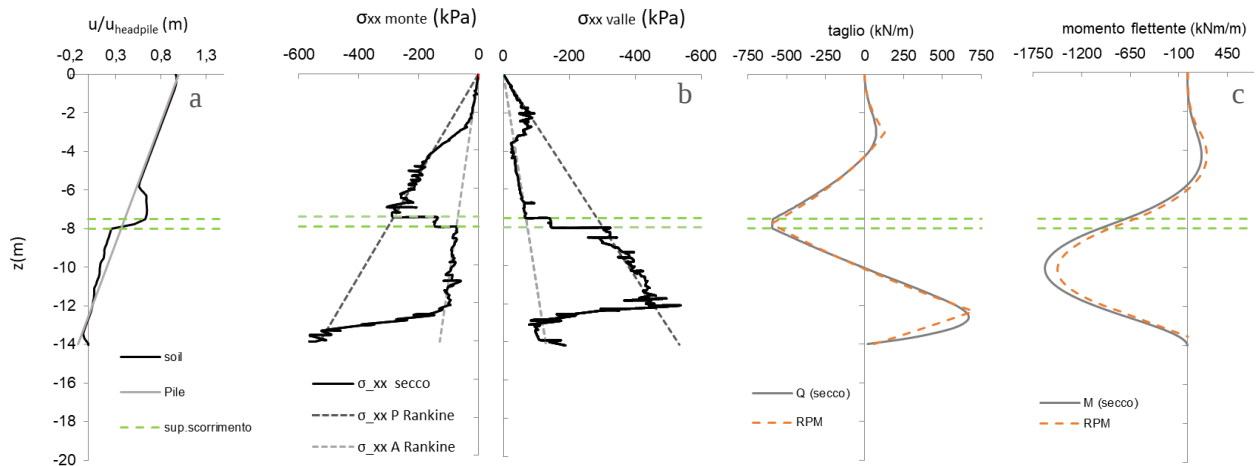


Figura 2: Pendio secco: a) spostamenti orizzontali. b) tensioni orizzontali. c) forza di taglio e del momento.

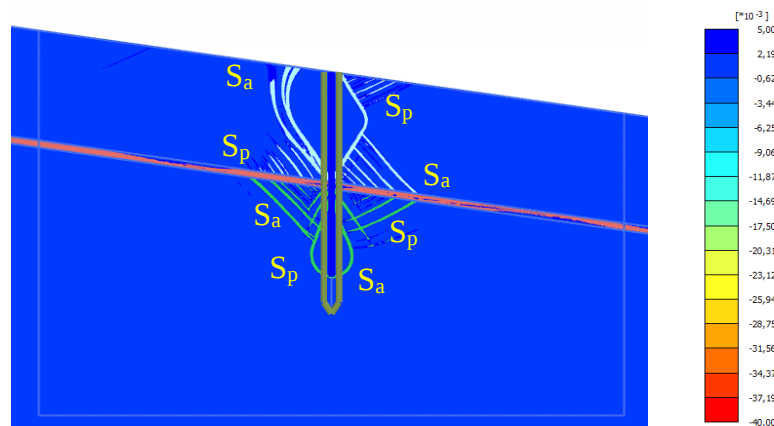


Figura 3: Contour di deformazioni plastiche a taglio relativi l'ultimo step della phi-ci reduction, $L_{tot,plate} = 14m$

Il meccanismo di rottura B è ben visualizzato nella Figura 3 dove i contour di deformazioni plastiche a taglio consentono di evidenziare i cunei di rottura. In particolare, si notano i cunei di spinta passiva e attiva rispettivamente a valle ed a monte del tratto infisso.

3. Modellazione in condizioni di pendio saturo

In questo caso è modellata la presenza di una falda al piano campagna in condizioni drenate. Rispetto alla condizione precedente è stato assunto un valore maggiore dell'angolo di attrito residuo lungo la superficie di scorrimento, pari a 16.8° , a causa della presenza sfavorevole della falda. Comunque, anche in questo caso, il fattore di sicurezza iniziale risulta appena maggiore dell'unità indicando una condizione d'incipiente collasso. In tabella 3 sono riportati i coefficienti di sicurezza iniziali e quelli successivi all'intervento con l'angolo di attrito di progetto. Anche in questo caso, come atteso, il fattore di sicurezza cresce con la lunghezza di infissione del palo, tuttavia a parità di condizioni geometriche del palo, FS, risulta essere minore di quello determinato in condizioni di pendio secco.

Condizioni Drenate			
$L_{tot,plate}$ [m]	FS ₀	FS _{plate}	ϕ'_d [°]
9	1.08	1.100	26.00
12	1.08	1.115	25.50
14	1.08	1.160	24.60
16	1.08	1.205	23.80
20	1.08	1.235	23.30

Tabella 3: Risultati nel pendio saturo.

In figura 4 sono riportati i profili di spostamento, delle tensioni orizzontali e quelli del taglio e momento per $L_{tot,plate}$ di 14m e pendio saturo. Questa volta le tensioni orizzontali ultime d'interazione palo-terreno sono più basse, si riducono di circa la metà in quanto si stabiliscono pressioni neutre che, in accordo ad un moto di filtrazione parallelo al pendio, risultano pari a:

$$u = \gamma_w \cdot z_w \cdot \cos^2 \alpha \text{ [kPa]} \quad (2)$$

Anche in questo caso, le tensioni efficaci orizzontali sono ben colte da quelle calcolate con la Teoria di Rankine per pendio indefinito (1857). Da Fig. 4b, è evidente che per una l_2 pari a 6m, anche nel caso drenato è riprodotto il meccanismo di rottura B.

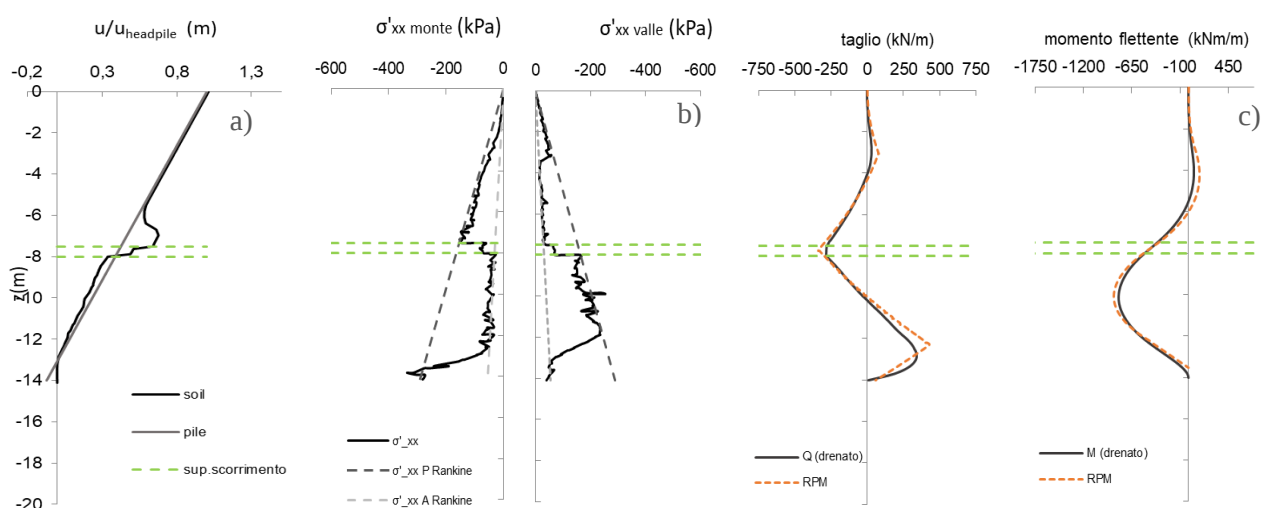


Figura 4: Pendio saturo: a) spostamenti orizzontali. b) tensioni orizzontali. c) forza di taglio e del momento.

4. Confronto tra il taglio ultimo determinato mediante FEM e RPM

La Fig. 5 riporta l'abaco sviluppato da Pirone e Urciuoli (2018) adottando il comportamento rigido-plastico del palo e del terreno. In particolare, è diagrammato il valore adimensionalizzato della forza di taglio lungo la superficie di scorrimento al variare della lunghezza d'infissione del palo rapportata allo spessore della coltre in frana (l_2/l_1). Quest'abaco è strettamente valido per muri continui ($i/d=1$) e gli Autori dimostrarono che può essere utilizzato anche per una fila di pali discontinui fino a quando è efficace l'effetto arco ($i/d \leq 3$). Nel caso analizzato, poiché la resistenza dello strato stabile (l_b) è uguale a quella dello strato instabile (s_b), si fa riferimento alla curva ($n=1$). I valori del taglio ultimo calcolati da PLAXIS sulla superficie di scorrimento, T , al variare della lunghezza d'infissione sia per pendio saturo che secco sono stati sovrapposti in Figura 5. I valori di T sono stati adimensionalizzati, dividendoli per il valore teorico rigido-plastico, tipico del meccanismo C, adottando il coefficiente di spinta di Rankine per pendio indefinito. Per i valori relativi al pendio saturo con falda parallela al piano campagna, è stato adottato il peso nell'unità di volume immerso, γ' pari a 9 kN/m^3 , invece per pendio secco, il peso dell'unità di volume γ è pari a 19 kN/m^3 .

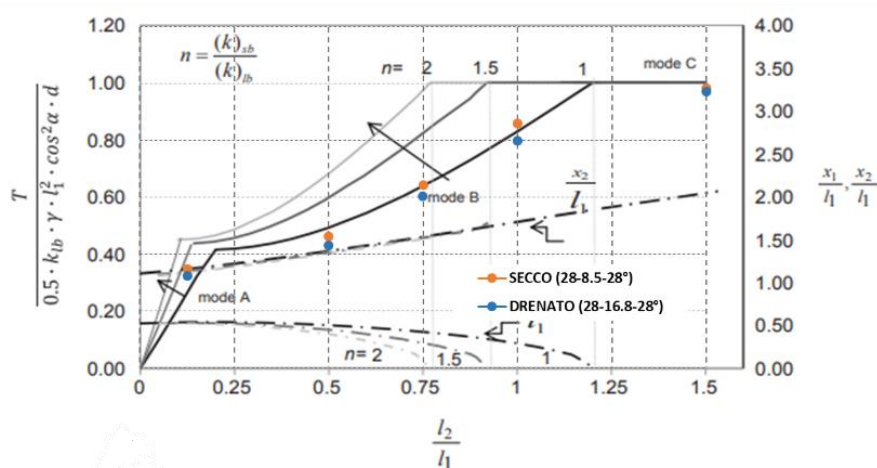


Figura 5: Confronto tra i valori del taglio adimensionalizzato calcolati da FEM e da RPM

Sia per il pendio secco che per quello saturo, i valori del taglio adimensionalizzato risultano essere in perfetto accordo con quelli determinati dai metodi rigido-plastici.

5. Conclusioni

La nota riguarda l'analisi dell'interazione di una fila di pali di stabilizzazione e una coltre in frana. In particolare, è stato modellato un pendio indefinito con una superficie di scorrimento pregressa, sia secco che saturo con falda al piano campagna. Il modello numerico è stato implementato nel software FEM Plaxis 2D. I risultati numerici del taglio ultimo adimensionalizzato derivanti dal FEM risultano sia nel caso di pendio soggetto ad una filtrazione parallela al pendio, che nel caso di pendio secco, in accordo con le analisi teoriche rigido-plastiche. Tuttavia, in condizioni di pendio saturo, il taglio ultimo sostenuto dalla paratia si dimezza. Questo si verifica a causa della diminuzione delle tensioni efficaci orizzontali legate allo sviluppo di pressioni neutre relative ad un moto di filtrazione parallelo al pendio.

Bibliografia

- CRUDEN D. M. – D. J. VARNES, Landslide types and processes, in “National Academy of Sciences”, 1996, 247 pp. 36-75.
- CRUDEN D.M., A Simple Definition of a Landslide, in “Bulletin of the International Association of Engineering Geology” 1991, 43, pp. 27-29.
- DI LAORA R. - MAIORANO R. M. S. - AVERSA S., Ultimate lateral load of slope-stabilising piles, in “Géotechnique Letters Vol. 7”, 2017, pp. 237-244.
- FRIEDLI B.- HAUSWIRTH D. – PUZRIN A.M., Lateral earth pressures in constrained landslides, in “Géotechnique”, 2016, pp. 1-16.
- HUNGR O. - EVANS S.G - BOVIS M. - HUTCHINSON J.N, Review of the classification of landslides of the flow type, in “Environ Eng Geosci VII”, 2001, pp. 221–238
- HUNGR O. – LEROUEIL S.– PICARELLI L., The Varnes classification of landslide types, an update, in “Landslides Vol. 11”, 2014, pp. 167-194.
- HUTCHINSON J.N., Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hydrogeology, in “Proc. Fifth International Symposium on Landslides Vol. 1”, 1988. pp. 3-35.
- MURARO S. - MADASCHI A. - GAJO A., On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilisation in frictional soils, in “Géotechnique Vol. 64”, 2014, 6, pp. 486–492. 106
- MURARO S. - MADASCHI A. - GAJO A., Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation, in “Géotechnique Vol. 65”, 2015, 6, pp. 507–516.
- PAN D. - SMETHURST J. A. – POWRIE W., Limiting pressure on a laterally loaded pile in a frictional soil, in “Géotechnique Letters Vol. 2”, 2012, pp. 55-60.
- PIRONE M. – URCIUOLI G., Analysis of slope-stabilising piles with the shear strength reduction technique, in “Computers and Geotechnics”, 2018, 102, pp. 238–251.
- PLAXIS, Reference Manual 2D, di “Bentley advancing infrastructure”, 2023.
- PLAXIS, Tutorial Manual 2D, di “Bentley advancing infrastructure”, 2023.
- SHEIL B. B., Lateral limiting pressure on square pile groups in undrained soil, in “Géotechnique”, 2020, pp. 1-9.
- SMETHURST J. A.– BIOCCHI N. – POWRIE W. – O’BRIEN A. S., Behaviour of discrete piles used to stabilise a tree-covered railway embankment, in “Géotechnique”, 2019, pp. 1-17.
- SUMMERGILL F. C. - KONTOS S. - POTTS D. M., Stabilisation of excavated slopes in strain-softening materials with piles, in “Géotechnique Vol. 68”, 2018, 7, pp. 626–639.
- VARNES D.J., Slope movement types and processes, in “Landslides, analysis and control, special report 176” 1978, pp. 11–33 107
- VIGGIANI C., Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides, in “Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering”, 1981, pp. 555–60.